

INSTITUT FÜR BAUSTOFFKUNDE UND STAHLBETONBAU
DER TECHNISCHEN UNIVERSITÄT BRAUNSCHWEIG
DIREKTOR: PROF. DR.-ING. K. KORDINA

30-0449/001
~~VI 181~~

An das
Niedersächsische
Landesverwaltungsamt
- Abt. Straßenbau -

3 Hannover 1
Postfach 4449



G u t a c h t e n I 74 5263

Zur Standsicherheit einer Spannbetonbrücke über die Sagter Ems
bei Kilometer 0,164 der K 299 Ramsloh-Elisabethfehn.

Das Gutachten umfaßt 13 Seiten und 3 Anlagen.

Bezug: Ihr Schreiben E 51 - 53 - 55 / 31 124 - 473/73
vom 19.2.1974

1. Veranlassung

Bei einer Prüfung des o.g. Bauwerkes wurden von einem Prüfrupp des Amtes horizontale Risse in den Seitenwänden der Hohlkästen des Brückenüberbaues festgestellt.

Es handelt sich hier um eine im Jahre 1953 errichtete zweistegige Spannbetonplattenbalken-Brücke, deren Balken als Hohlkästen ausgebildet sind. In den Bodenplatten der Hohlkästen liegen jeweils 12 Spannglieder mit je 100 Mp Tragkraft (Spannverfahren Monierbau). Die anschließende genauere Inspektion ergab, daß die Risse in den seitlichen Hohlkastenwänden im wesentlichen in Höhe der Spannglieder und auch parallel zu diesen aufgetreten waren. Die nur durch

Postsendungen:
33 Braunschweig, Beethovenstraße 52
Erfüllungsort und Gerichtsstand Braunschweig

Fernsprecher: (05 31) 391 22 81

Fernschreiber: 9 52 698 ibstb d

Zur Vermeidung von Verzögerungen wird dringend gebeten, Zuschriften nur an das Institut zu richten, nicht aber an einzelne Mitarbeiter.

losen Beton überdeckten Spannglieder zeigten nach ihrer Freilegung durch das Amt an einigen Stellen einen Rostansatz auf den Hüllrohrblechen.

Eine erste Öffnung der Spannglieder durch das Amt hat gezeigt, daß die Hüllrohre nur unvollkommen verpreßt waren und daß der Einpreßmörtel durchfeuchtet und weich war.

Da aufgrund dieses ersten Befundes befürchtet werden mußte, daß der Spannstahl infolge von Korrosion nicht unerheblich geschwächt worden war, wurde ich mit o.g. Schreiben um eine Untersuchung des Schadens und ein entsprechendes Gutachten gebeten. In diesem Gutachten sollte in erster Linie zu folgenden Punkten Stellung genommen werden:

- a) Beschaffenheit des Spannstahls zum gegenwärtigen Zeitpunkt
- b) Schadensursache
- c) Möglichkeiten der Sanierung.

2. Zur Begutachtung bereitgestellte Unterlagen

Zur Begutachtung des Schadensfalles standen folgende Unterlagen zur Verfügung:

- statische Berechnung der Brücke
- Zeichnung Nr. 1099 "Lage der vorgespannten Bewehrung"
- Sonderdruck zum Spannverfahren Monierbau
- 3 Sonderzeichnungen der Straßenbauverwaltung, in die die Lage der vorhandenen Längsrisse, die Lage der aufgestemmtten Spannglieder, die Lage der Kernbohrungen und die Meßpunkte der Probelastung eingetragen worden sind
- Zulassungsbescheid über den in der Brückenkonstruktion verwendeten Spannstahl
- 2 SW-Fotos, die amtsseitig von einer Schadstelle aufgenommen waren.

Zur Begutachtung wurden außerdem die Ergebnisse der in Abschnitt 4 beschriebenen Untersuchungen herangezogen.

3. Befund am Bauwerk

Im Rahmen eines zwecks Probenentnahme und Vorspannungsmessungen am 18.4.1974 durchgeführten Ortstermines, an dem im Auftrage des Gutachters die Herren

RR Dipl.Phys. Neisecke, Ing. Niering und Techn. Ang.
Amelung

teilnahmen, wurde folgender Befund festgestellt:

3.1 Nordträger, Außenseite

Es zeigte sich ein durchgehender Riß etwa parallel zur Spanngliedmittelachse nahezu über die gesamte Trägerlänge. Im mittleren Trägerbereich waren amtsseitig zwei Beobachtungsfenster - bezeichnet mit V und VI - aufgestemmt worden, die eine Inspektion des außen liegenden Spanngliedes ermöglichten. Der gerissene Bereich sowie die genaue Lage der Beobachtungsfenster können aus Anlage 1 entnommen werden. Nach dem Entfernen der äußeren Verpressmörtelschicht zeigte sich, daß die Spannstähle in diesem Bündel offenbar noch parallel lagen und untereinander vertikal gleiche Abstände aufwiesen (vgl. Anlage 2, Abb. 1 und 2). Die oberen zwei Zentimeter des Hüllrohrkastens (rechteckiger Querschnitt) waren unverpreßt. Die anschließende Mörtelschicht - etwa bis zur fünften Spannstahllage von unten - war zerbrochen und lag nur noch lose zwischen den Stählen, so daß auch in diesem Bereich kein Korrosionsschutz mehr vorhanden ist. Die unteren vier bis fünf Spannstahllagen (von insgesamt acht Lagen) zeigten einen noch ordnungsgemäßen Verpreßzustand. Das Hüllrohrblech war sowohl auf seiner Innen- als auch auf seiner Außenseite nicht unerheblich angerostet.

3.2. Nordträger, Innenseite

Auch auf der Innenseite des Nordträgers verlief ein zur Spannkabelachse paralleler Riß, der sich über einen Bereich von drei Brückenfeldern erstreckte. Die genaue Rißausbreitung, die Lage und Abmessungen der bereits amtsseitig auf-

gestemmten Fenster Nr. I, II und IV sowie Lage und Abmessungen der während des Ortstermins am Spannkabel 12 noch zusätzlich geöffneten Spanngliedabschnitte VII und VIII sind ebenfalls in Anlage 1 eingetragen. In diesem Spannkabel zeigte sich eine auffällige Unordnung der einzelnen Spanndrähte gegenüber allen anderen inspizierten Spanngliedern. Eine exakte Parallelausrichtung der Spanndrähte war nicht mehr vorhanden, die Abstände der Drähte untereinander waren vertikal und - soweit das wegen fehlender Verpressung im oberen Teil des Gliedes beurteilt werden konnte - auch horizontal nicht mehr gleich. Einige Drähte lagen völlig schlaff und verbogen im Hüllrohr. Zur Erläuterung zeigen die Abbildungen 3 bis 8 der Anlage 2 - der Nummerierung folgend von links nach rechts aufgenommen - den größten Teil der Öffnungsstellen II und IV. An den Öffnungen VII und VIII lagen die Spanndrähte völlig unregelmäßig und ohne erkennbare Spannung locker aufeinander.

Der Spannkanal war ebenfalls an allen Öffnungsstellen in seinem oberen Bereich (ca. 2 - 2,5 cm) völlig unverpreßt. Daran schloß sich bis etwa zur vierten Spannsthallage von unten eine bröckelige Verpreßmörtelschicht an, die praktisch keinen Verbund mehr zum Spannsthahl aufwies. Der zwischen den unteren vier Spannsthallagen noch vorhandene Mörtel war mürbe und ließ sich beispielsweise mit einem Schraubenzieher ohne Kraftaufwand abschaben. Am Hüllrohrblech befanden sich sowohl Bereiche, die innen wie außen noch einwandfrei waren (vergleiche Abb. 9, Anlage 2), als auch schon völlig zerstörte Blechabschnitte (vergleiche Abb. 10, Anlage 2).

3.3 Südträger, Innenseite

An der Trägerinnenseite erstreckte sich ein sehr feiner Riß, der teilweise nur schwer zu erkennen war, im mittleren Trägerbereich über ca. 3 Brückenfelder parallel zur Spanngliedachse. In diesem Trägerabschnitt befand sich auch das amtsseitig geöffnete Beobachtungsfenster III an Spannglied 12 (vergleiche Anlage 1). Die Spannsthähle lagen hier parallel und besaßen die vorgeschriebenen Abstände untereinander (vergl. Abb 11, Anlage 2). Die oberen 2 cm des Hüllrohres waren unverpreßt.

Bis zur fünften Spannstahllage von unten war der Verpreßmörtel in Ordnung. Das Hüllrohrblech zeigte an der Öffnungsstelle weder innen noch außen einen Rostbefall.

3.4 Südträger, Außenseite

Ein Riß wurde auf der Trägersaußenseite nicht festgestellt. Im mittleren Trägerbreich (vgl. Anlage 1) wurde während des Ortstermins am 18.4.1974 ein Beobachtungsfenster IX am Spannglied 1 aufgestemmt. Die Stähle lagen hier parallel aufeinander, berührten sich aber zum Teil untereinander, da die oberen drei Zentimeter des Hüllrohres unverpreßt waren. Der im unteren Bereich befindliche Verpreßmörtel war mürbe und bröckelig. Das Hüllrohr zeigte im Öffnungsbereich außen keinen Befund, seine Innenfläche war teilweise angerostet.

In allen vier geöffneten Spanngliedern (jeweils Nr. 1 und 12 im Süd- und Nordträger) waren die unverpreßten Spannstähle vollständig verrostet. Wieviel Stähle jeweils bereits gebrochen waren, ließ sich nicht genau feststellen, da aufgrund des rechteckigen Spanngliedquerschnittes (vgl. auch Abschnitt 4.1) meistens nur die erste vertikale Spannstahllage inspiziert werden konnte. Den günstigsten Eindruck hinterließ das Spannglied 12 im Südträger, den ungünstigsten Spannglied 12 im Nordträger. Hier scheinen aufgrund des Befundes an den Öffnungsstellen VII und VIII alle Stähle gebrochen. Die Spannglieder 2 bis 11 waren wegen ihrer Lage im Bauwerk (vgl. Anlage 1) einer Inspektion nicht zugänglich.

Alle beobachteten Risse verliefen parallel zu den Spanngliedachsen, Querrisse konnten am gesamten Bauwerk nicht festgestellt werden.

4. Untersuchungen und Ergebnisse

4.1 Untersuchungen am Spannstahl

Bei den im Bauwerk verwendeten Spannstählen handelt es sich um vergütete SIGMA-Spannstähle mit Rippen, SIGMA-St 145/160 - oval 20 . Die einzelnen Stähle sind als Stäbe mit etwa 8 mm Breite und 2,5 bis 3 mm Höhe ausgeführt und besitzen einen

nutzbaren, ovalen Querschnitt, der mit etwa 20 mm^2 dem eines 5-mm-Rundstabes entspricht. Auf den beiden Breitseiten der Stäbe sind unter 45° Rippen zur Verbesserung der Haftfestigkeit angeordnet. Die hier verwendeten Spannglieder bestehen aus Bündeln zu je 48 Stäben, wobei jedes Bündel aus 8 übereinander angebrachten Lagen zu je 6 Stäben besteht. Durch den Einsatz von Abstandskämmen sollte der lichte Abstand der Ovalstäbe untereinander überall 5 mm betragen, so daß auch eine einwandfreie Auspressung des gesamten Bündels mit Verpreßmörtel gewährleistet sein sollte. Das Hüllrohr hat - bedingt durch den beschriebenen Aufbau des Spannbündels - rechteckigen Querschnitt und besteht aus einem Bodestück mit Seitenwänden und einem Deckel, der mit Falzen übergreift. Die vier Seiten dieser Blechröhre sind gewellt, um die Haftfestigkeit zwischen Blechröhre und Beton zu vergrößern. Ein derartiges Spannglied kann bei einer Belastung der Stähle mit 60 % ihrer Bruchfestigkeit mit einer Last von 100 Mp vorgespannt werden. Einen Querschnitt durch ein solches Spannglied zeigt Figur 1 .

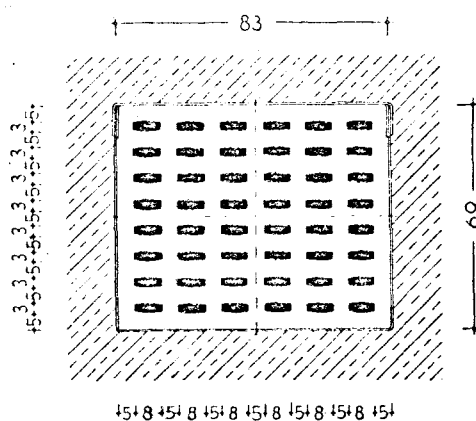


Fig. 1 Spanngliedquerschnitt

Für die Laboruntersuchungen wurden Spannstahlproben aus den Spanngliedern 1 und 12 des Nordträgers entnommen. Auf eine Probenentnahme aus den zugänglichen Spanngliedern des Südträgers wurde verzichtet, da das Bauwerk wegen der angestrebten weiteren Nutzung möglichst wenig beschädigt werden sollte.

Am Südträger wären nur dann noch Proben entnommen worden, wenn die Stähle aus dem Nordträger völlig außergewöhnliche oder unerwartete Ergebnisse gezeigt hätten.

Die Stähle wurden jeweils aus den in Abschnitt 3 beschriebenen Hüllbereichen unterschiedlichen Verpreßzustandes entnommen und je nach dem Grad des bereits erfolgten korrosiven Angriffes mit Rostgrad 0, 1 und 2 bezeichnet. Dabei bedeutet:

Rostgrad 0: Proben aus dem vollständig verpreßten unteren Hüllrohrbereich, die keinerlei Rostschäden zeigten.

Rostgrad 1: Proben mit vereinzelten Roststellen unterschiedlichen Ausmaßes aus dem Bereich mit mürbem und schon zerbröckelten Verpreßmörtel.

Rostgrad 2: Proben, deren Oberfläche vollständig mit Rost und auch schon mit Rostnarben bedeckt war, aus dem unverpreßten Hüllrohrbereich.

Zur Veranschaulichung dieser Klassifikation dienen die Abbildungen 12 - 17 der Anlage 2. Sie zeigen den Zustand der Spannstähle nach der Entnahme aus dem Hüllrohr. Wie sich die Unterteilung in Rostgrad 0, 1 und 2 in der Oberflächenstruktur des Spannstahls widerspiegelt, zeigen die mikroskopischen Aufnahmen ($V = 90\times$) von Längs- und Querschliffen entsprechender Stahlproben. (vgl. Abb. 18 - 23, Anlage 2). Da es sich um Auflichtaufnahmen handelt, entsprechen die nahezu weißen Bereiche dem Stahl, die strukturierten Bereiche anhaftenden Rost- bzw. Mörtelresten und der schwarze Bereich der durchsichtigen Probenvergußmasse. Die Oberflächenstruktur des Stahls wird daher durch die Grenzlinie zwischen weißem und strukturiertem Bereich wiedergegeben. Der Übergang von Rostgrad 0 (glatte Grenzlinie) zu Rostgrad 2 (stark zerklüftete Grenzlinie) wird hier sehr deutlich, die starke Zerklüftung der Oberfläche bei Rostgrad 2 läßt außerdem die Vermutung auf eine abgeminderte Dauerschwingfestigkeit infolge Kerbwirkung zu.

Die an Proben aller drei Rostgrade ermittelten Festigkeitswerte aus dem Zugversuch sind in Tabelle 1, Anlage 3, zusammengestellt. Es zeigt sich zwar eine deutliche Abnahme dieser Werte mit zunehmendem Rostgrad jedoch werden die zulässigen Kennwerte nur von der Bruchfestigkeit σ_B um maximal 2,5 % unterschritten. Allein anhand der Festigkeitskennwerte ist eine deutliche Minderung der Gebrauchsfähigkeit der Stähle durch korrosiven Angriff nicht feststellbar.

Die im Hochfrequenzpulsator ermittelten Werte der Dauerschwingfestigkeit sind in Abhängigkeit vom Rostgrad in Tab. 2, Anlage 3, zusammengestellt. Die Mittelspannung σ_m des Pulsators wurde in Anlehnung an die Vorspannung der Stähle im Bauwerk zu $\sigma_m = 80 \text{ kp/mm}^2$ gewählt. Dazu gehört nach der Spannstahlzulassung eine Dauerschwingfestigkeit von $\Delta\sigma = 25 \text{ kp/mm}^2$, d.h., die zu σ_m zugehörigen Ober- und Unterspannungen sind $\sigma_o = 92,5 \text{ kp/mm}^2$ und $\sigma_u = 67,5 \text{ kp/mm}^2$. Die vorgeschriebene Dauerschwingfestigkeit $\Delta\sigma = 25 \text{ kp/mm}^2$ wird von Spannstählen des Rostgrades 0 sicher erreicht. Ein Versuch mit $\Delta\sigma = 30 \text{ kp/mm}^2$ führte ebenfalls nicht zu einem Bruch der Probe. Für Spannstähle mit korrosiven Angriffen, die dem hier beschriebenen Rostgrad 1 entsprechen, kann aufgrund der durchgeführten Versuche nur noch ein $\Delta\sigma$ zwischen 15 - 20 kp/mm^2 angenommen werden. Noch deutlicher wird der Abfall der Dauerschwingfestigkeit bei den Proben des Rostgrades 2, wo sich ein $\Delta\sigma$ kleiner 15 kp/mm^2 ergab. Aufgrund des fehlenden bzw. stark zerstörten Verpreßmörtels muß daher wegen des fehlenden bzw. unvollständigen Korrosionsschutzes bei den betroffenen Spannstählen im Bauwerk mit einem Verlust bei der Dauerschwingfestigkeit bis zu 50 % gerechnet werden.

4.2. Vorspannungsmessungen am Spannstahl

Die an den Spannstählen des Bauwerkes noch vorhandene Vorspannung wurde an freigelegten Drähten der Spannglieder Nr. 1 und 12 des Nordträgers und am Spannglied Nr. 1 des Südträgers

mittels aufgeklebter Dehnungsmeßstreifen ermittelt. Da zur Messung der jeweilige Draht durchtrennt werden muß, wurden wegen der angestrebten weiteren Nutzung des Bauwerkes an einem Minimum von wenigstens 10 Spanndrähten die Restvorspannung gemessen.

Drähte aus den Bereichen ordnungsgemäßer Verpressung ergaben in der Regel eine Vorspannung um 70 kp/mm^2 , was im Hinblick auf das Alter des Bauwerkes als normal anzusehen ist. Bei vier - vorzugsweise aus den Bereichen fehlenden oder zermürbten Verpreßmörtels stammenden - Drähten ergaben sich jedoch Werte zwischen ca. 10 und 50 kp/mm^2 . Hier handelt es sich offenbar um bereits gebrochene Stähle, die sich aufgrund teilweise noch bestehenden Verbundes mit dem Verpreßmörtel oder weil sie irgendwo im Spannkabel verklemmt sind, nicht vollständig entspannen konnten.

4.3. Gehalte von Feuchte und Tausalz im Verpreßmörtel

Um abschätzen zu können, ob die gar nicht oder nur unvollständig durch Verpreßmörtel geschützten Spannstähle einem verstärkten korrosiven Angriff durch Feuchte- und Tausalzeinwirkung ausgesetzt sind, wurden Mörtelproben aus allen geöffneten Spanngliedern entnommen. Bei der Entnahme wurden die Mörtelproben sofort in luftdichte Behälter verpackt, damit keine Feuchtigkeit entweichen konnte.

Mörtelproben aus einem anlässlich des Ortstermins am 18.4.1974 frisch geöffneten Fenster ergaben einen Feuchtegehalt von ca. 40 %. Alle bereits vor diesem Ortstermin amtsseitig geöffneten Spannkäle hatten die Möglichkeit auszutrocknen, so daß hier nur noch Feuchtheitswerte von ca. 20 % gemessen wurden. Die Messungen erfolgten jeweils im Trockenschrank bei 105°C bis zur Gewichtskonstanz der Mörtelproben.

Der Gehalt an korrosionsfördernden Salzen lag mit 0,04 % (Chlorid) und weniger als 0,001 % (Nitrat) weit unter den zulässigen Konzentrationen.

Die vorgefundenen Korrosionsschäden an den Stählen haben daher ihre Ursache in dem Vorhandensein großer Feuchte (in Verbindung mit Luftsauerstoff) infolge fehlenden oder zerstörten Verpreßmörtels.

4.4. Bohrkernentnahme und Betondruckfestigkeit

Zur Bestimmung der Betondruckfestigkeit wurden an den Innenseiten vom Süd- und Nordträger jeweils ein Bohrkern (Durchmesser 10 cm) gezogen. Die Bohrkernentnahmestellen waren dabei so angelegt (vgl. Anlage 1), daß der Bohrkern die Bodenplatte des Hohlkastens gerade noch anschnitt. Auf diese Weise war sichergestellt, daß im Hohlkasten evtl. vorhandenes Wasser durch Auslaufen sofort erkannt werden konnte.

Während aus der Bohrstelle des Nordträgers kein Wasser austrat, liefen nach Anbohren des Südträgers ca. 50 - 60 Liter trüben, braunen Wassers aus. Die Laboruntersuchungen an einer Wasserprobe ergaben einen pH-Wert von 12,7 und eine Tausalzkonzentration unter 0,001 %, also insgesamt keine außergewöhnlichen korrosionsfördernden Eigenschaften.

Aus den entnommenen Bohrkernen ließen sich insgesamt vier Zylinderproben von 10 cm Höhe für die Druckfestigkeitsprüfung herstellen. Nach entsprechender Umrechnung ergaben sich Würfel-druckfestigkeiten zwischen 910 und 999 kp/cm^2 .

Hinsichtlich des Gehaltes an korrosionsfördernden Salzen zeigte sich auch beim Beton, daß die Werte für Chlorid und Nitrat mit je 0,01 % weit unter den zulässigen Grenzen lagen.

4.5. Probelastung mit Nivellement

Anläßlich des Ortstermins vom 18.4.1974 wurde das Brückenbauwerk mit einem 38to-Fahrzeug belastet. Das Fahrzeug wurde dabei sowohl in Brückenmitte als auch zur Seite versetzt über dem Nordträger abgestellt. An den Meßpunkten I - IV (vgl. Brückenquerschnitt in Anlage 1) ergaben sich Durchbiegungen von jeweils 1 mm bei Belastung in Brückenmitte bzw. von 1 mm an den Meßpunkten I und II sowie von 2 mm an den Meßpunkten III und IV

bei seitlicher Versetzung des Fahrzeugs über den Norträger.

5. Zusammenfassende Stellungnahme

Die in den Abschnitten 3 und 4 beschriebenen Befunde und Untersuchungsergebnisse stammen aus den bereits erläuterten Gründen der Zugänglichkeit (vgl. Anlage 1) von den insgesamt vier außenliegenden Spanngliedern des Bauwerks, jeweils Nr. 1 und 12 der beiden Hohlkastenhauptträger. In allen vier geöffneten Spannkämen zeigte sich als auffallendstes Merkmal der in Abschnitt 3 eingehend beschriebene, schlechte Verpreßzustand. Solange also nicht mit Sicherheit ausgeschlossen werden kann, daß die bisher unzugänglichen und - im Hinblick auf ein relevantes Untersuchungsergebnis - nur vom Hohlkasteninneren her zu öffnenden Spannkämme Nr. 2 - 11 nicht den gleichen, fehlerhaften Verpreßzustand aufweisen, müssen die Befunde und Untersuchungsergebnisse von den Spanngliedern Nr. 1 und 12 auf alle anderen Spannglieder übertragen werden. Besonders in den - hinsichtlich ihrer Lage im Bauwerk den Spanngliedern Nr. 1 und 12 recht ähnlich verlaufenden - Spanngliedern Nr. 2, 6, 7, 11 und auch noch Nr. 5 und 8 dürfte, das gleiche Verpreßverfahren vorausgesetzt, mit vergleichbaren Verpreßmängeln zu rechnen sein.

Aufgrund der beschriebenen Befunde und Untersuchungsergebnisse muß daher damit gerechnet werden, daß wenigstens etwa 40 % aller im Bauwerk befindlichen Spanndrähte in erhöhtem Maße dem korrosiven Angriff von Feuchte in Verbindung mit Luftsauerstoff ausgesetzt sind und dementsprechend auf die Dauer ihre Funktion nicht erfüllen können. Wie sich gezeigt hat ist ein Teil dieser Spanndrähte bereits gebrochen. Zusätzlich muß davon ausgegangen werden, daß weitere Drähte in immer kürzeren Abständen zerreißen, da mit jedem Drahtbruch die noch tragfähigen Spannstahlquerschnitte stärker belastet werden.

Ursache der bereits eingetretenen und der noch zu erwartenden Spannstahlschäden ist der fehlende bzw. völlig unzureichende Korrosionsschutz der Spanndrähte in den unverpreßten bzw. in den mit zermürbtem Verpreßmörtel ausgefüllten Hüllrohrbereichen.

Eine Sanierung des Bauwerkes durch nachträgliches Vakuumverpressen aller fehlerhaften Spannglieder kann aus folgenden Gründen nicht empfohlen werden:

- a) Der unter Druck in die vorher zu evakuierenden, unverpreßten Hüllrohrbereiche eingebrachte Verpreßmörtel umhüllt nur die sich seit über 20 Jahren ohne jeglichen Korrosionsschutz im Hüllrohr befindlichen Spanndrähte. Diese Drähte sind aber - wie die Untersuchungen gezeigt haben - durch korrosiven Angriff bereits gebrochen oder aber so stark beschädigt, daß die Dauerschwingfestigkeit bis auf 50 % ihres Sollwertes abgemindert ist.
- b) Die im mürben Verpreßmörtel liegenden Spanndrähte können vom frischen Verpreßmörtel nicht erreicht werden und korrodieren - u.U. wegen verringerter Eindringmöglichkeiten für Feuchte und Sauerstoff langsamer - weiter.

Ein vollständiges "Einfrieren" des jetzigen Zustandes ist daher nicht möglich. Ob im vorliegenden Fall durch nachträgliches Verpressen wenigstens eine gewisse Verlängerung der Nutzungsdauer erreicht werden kann, läßt sich aus den genannten Gründen ebenfalls nicht mit ausreichender Sicherheit abschätzen.

Es muß daher empfohlen werden, daß Bauwerk höchstens noch für 2 Jahre - und in diesem Zeitraum nur mit beschränkter Nutzung - für den Verkehr zuzulassen. Für die beschränkte Benutzung bieten sich wahlweise folgende Möglichkeiten an:

- a) Einspuriger Ausbau der Brücke, herabgesetzte Geschwindigkeit aber Beibehaltung der Brückenklasse K 45.
- b) Gegenverkehr auf der Brücke zulassen, jedoch auf 16to-Fahrzeuge beschränken. Fahrzeuge mit höherem Gesamtgewicht dürften dann nur mit einer Sondergenehmigung unter Einhaltung der Bedingung a) das Bauwerk passieren.

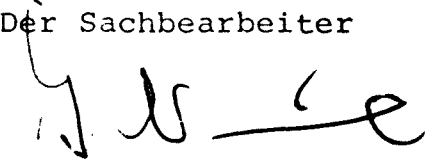
Solange das Bauwerk noch in der unter a) und b) beschriebenen Weise genutzt wird, sollten in Abständen von 4 Monaten vergleichende Feinnivellements durchgeführt und gleichzeitig das Tragwerk von unten her auf Querrisse abgesucht werden.

Braunschweig, den 1.12.1974

Der Gutachter


(o. Prof. Dr.-Ing. K. Kordina)

Der Sachbearbeiter


(RR. Dr.-Ing. J. Neisecke)

A hand-drawn sketch of a rectangular structure, possibly a wall or a section of a building. The sketch is oriented horizontally. On the left side, there is a vertical line segment labeled "51" with a dimension line. To the right of this segment, the text "bis hier Riß sichtbar" is written. Below the main horizontal line, there are two points marked with dots. The distance between these two points is labeled "1,50". The total length of the structure is labeled "7,00" at the bottom right.

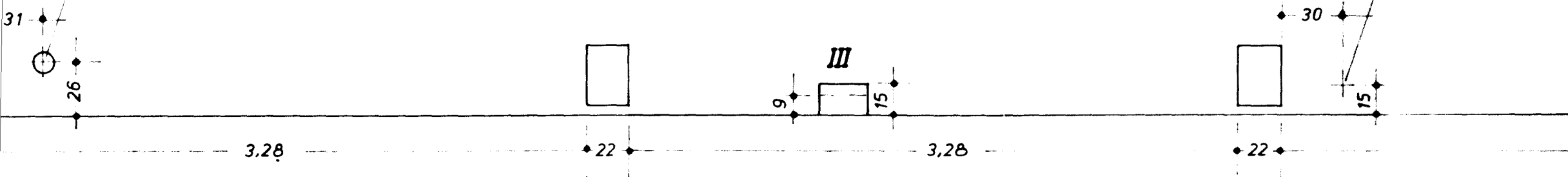
Technical drawing of a rectangular plate. The overall dimensions are 3.28 (width) and 2 (height). A rectangular hole is located in the upper right quadrant, with a width of 22 and a height of 30. The drawing includes dimension lines and numerical values for all specified measurements.

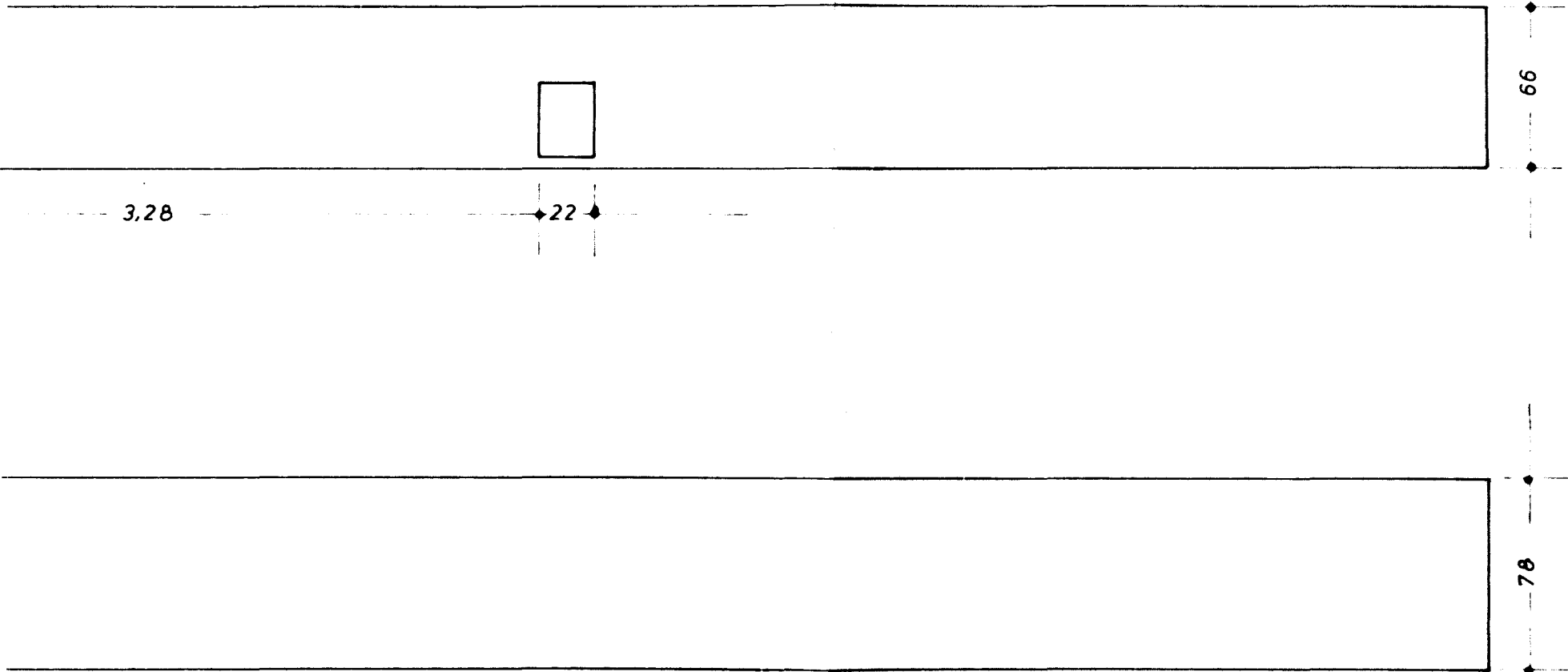
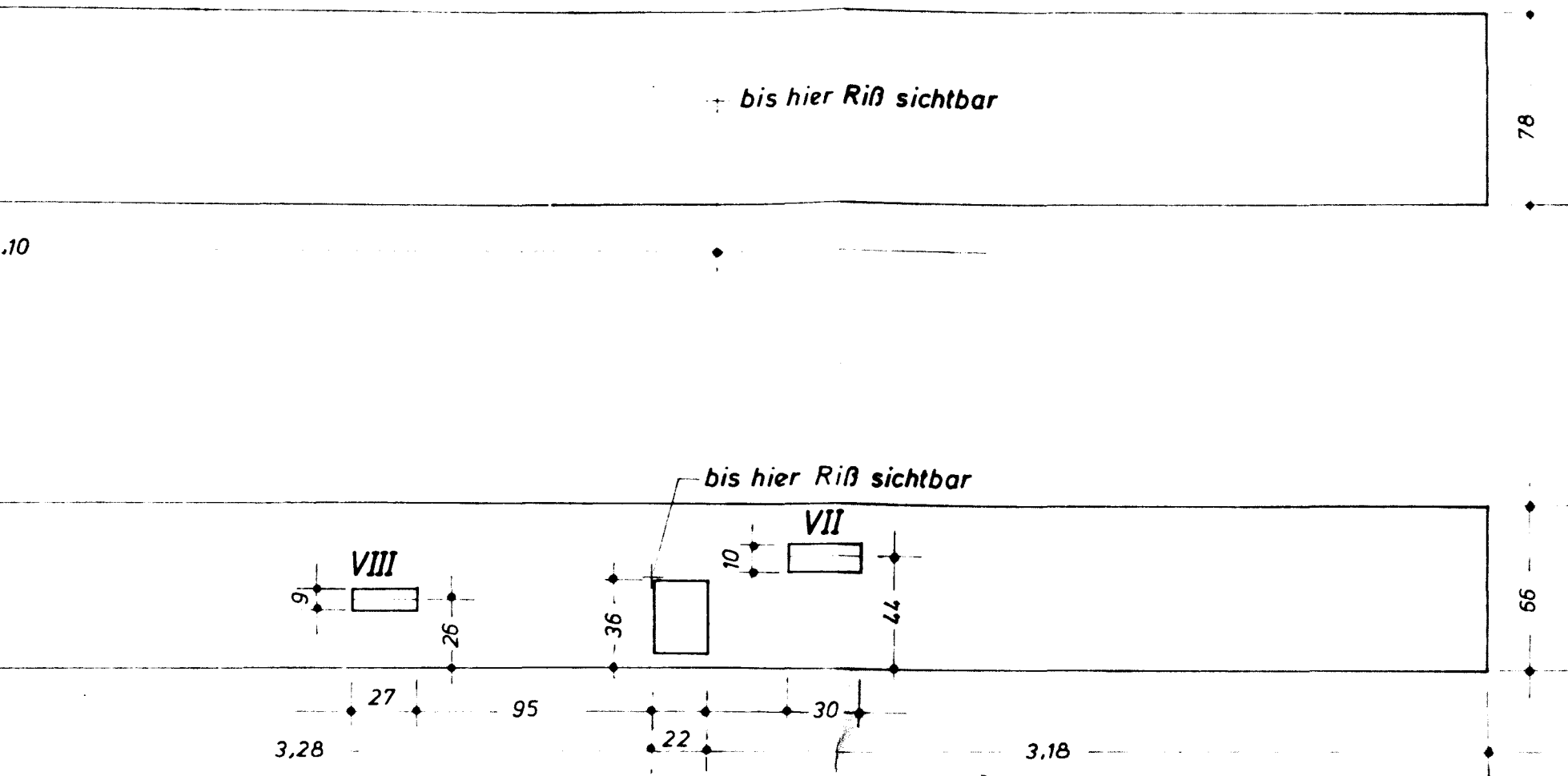
Technical drawing of a rectangular plate with the following dimensions and features:

- Overall width: 3.18
- Overall height: 1.10
- Left rectangular feature: width 0.22, height 0.31
- Right rectangular feature: width 0.22, height 0.31
- Distance between the inner vertical edges of the two rectangular features: 3.28
- Distance from the right edge of the right rectangular feature to the right edge of the plate: 0.31
- Distance from the top edge of the plate to the top edge of the right rectangular feature: 0.25
- Distance from the bottom edge of the plate to the bottom edge of the right rectangular feature: 0.19
- Feature on the right: a circle with a diameter of $\varnothing 3 \text{ cm}$
- Note: "bis hier Riß sichtbar" (crack visible up to here) with an arrow pointing to the top edge of the plate.

--







Daten der Öffnung der Spannglieder

- II ——— 3.7.73
- I }
II } erweitert 26.3.74
IV }
III }
- IV erweitert 17.4.74
- VII }
VIII } erweitert 18.4.74
IX }
- 2 Bohrkerne am 18.4.74 gezogen

Brücke über die Sagter Ems
Aufnahme der vorh. Risse und aufgestemmt
Spannglieder

Anlage 1 zum
Gutachten
Nr. I 74 5263

Anlage 2 zum Gutachten I 74 5263

Die Anlage 2 umfaßt 14 Seiten mit 23
fotografischen Abbildungen



Abb. 1 Nordträger außen, Fenster V am
Spannglied Nr. 1

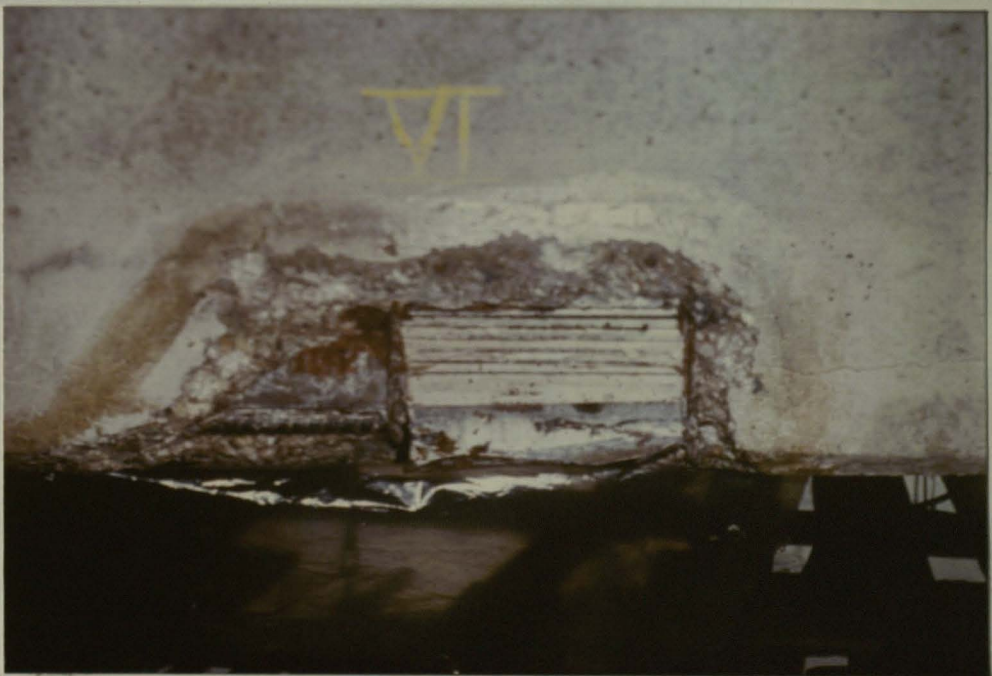


Abb. 2 Nordträger außen, Fenster VI am
Spannglied Nr. 1



Abb. 3 Nordträger innen, Fenster II am
Spannglied Nr. 12



Abb. 4 Nordträger innen, Fenster II am
Spannglied Nr. 12

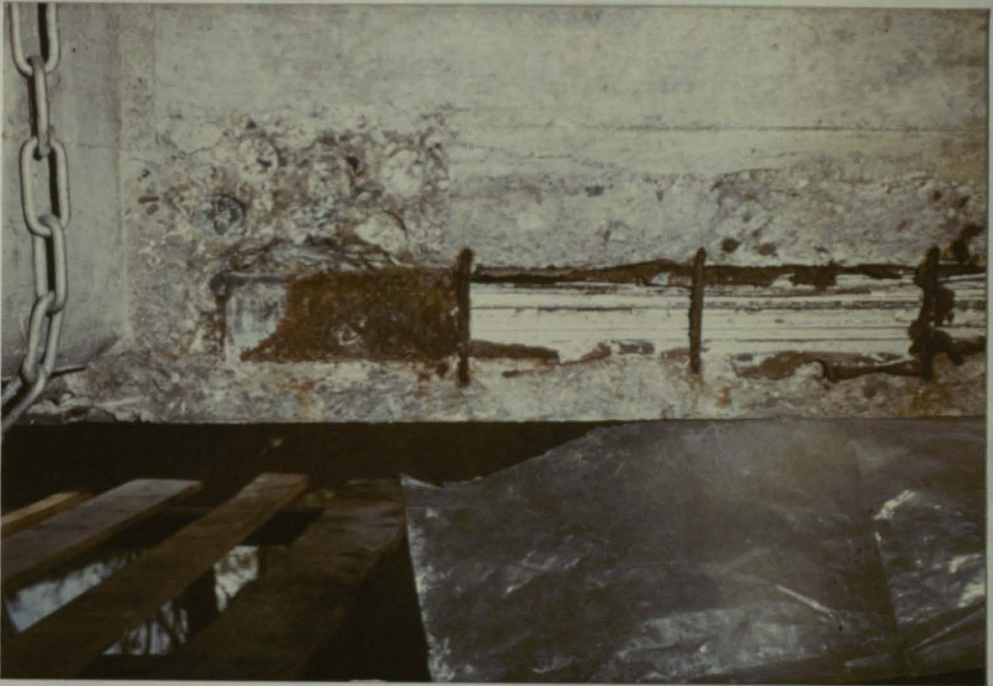


Abb. 5 Nordträger innen, linker Teilbereich
von Fenster IV am Spannglied Nr. 12



Abb. 6 Nordträger innen, mittlerer Teilbereich
von Fenster IV am Spannglied Nr. 12

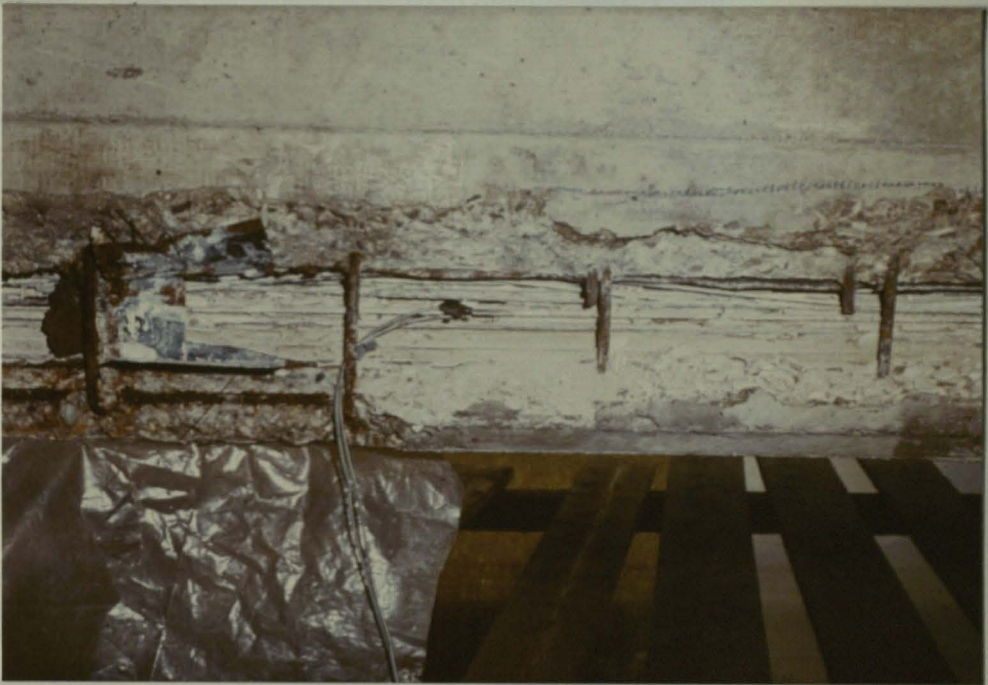


Abb. 7 Nordträger innen, mittlerer Teilbereich
von Fenster IV am Spannglied Nr. 12



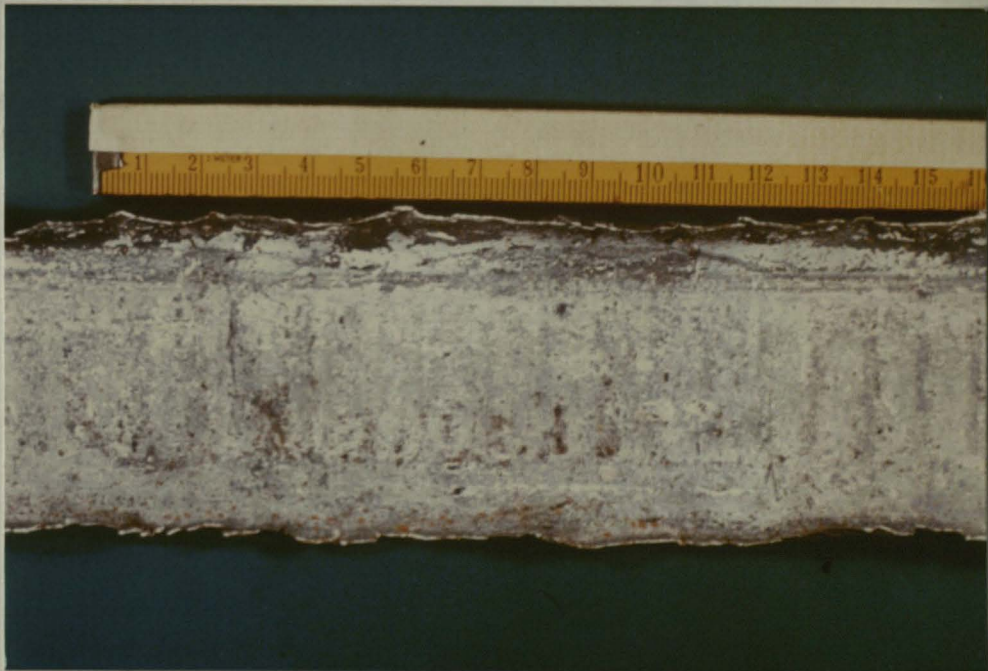
Abb. 8 Nordträger innen, rechter Teilbereich
von Fenster IV am Spannglied Nr. 12



a) Außenseite

Abb. 9 Hüllrohrblech vom Nordträger, Spannglied Nr. 12

b) Innenseite, der unverpreßte Bereich ist deutlich zu erkennen



↑
↓ unver-
preßt



a) Außenseite

Abb. 10 Vollständig korrodiertes Hüllrohrblech
vom Nordträger, Spannglied Nr. 12

b) Innenseite, deutlich ist zu erkennen, in
welchen Bereichen Verpreßmörtel vorhanden war





Abb. 11 Südträger innen, Fenster III am
Spannglied Nr. 12

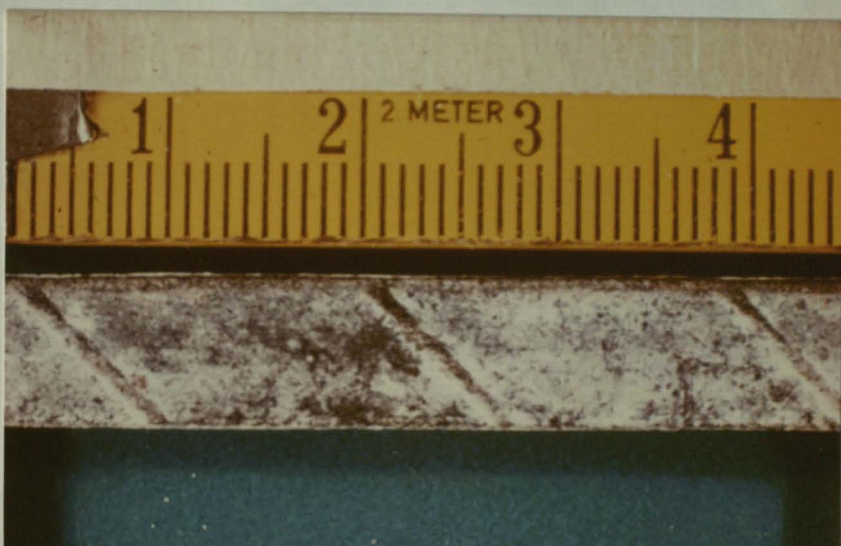


Abb. 12 Spannstahl, Rostgrad 0

Proben aus Hüllrohrbereichen mit einwandfreier
Verpressung

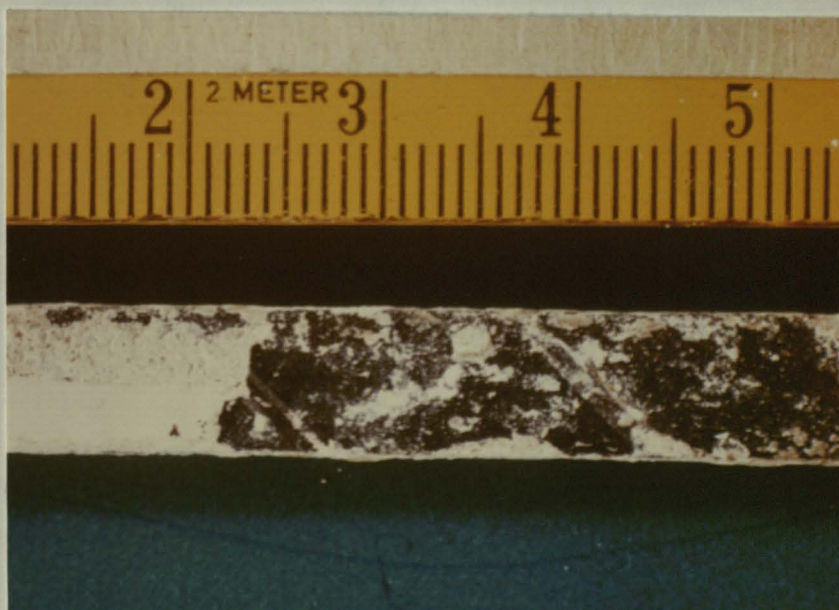


Abb. 13 Spannstahl, Rostgrad 0

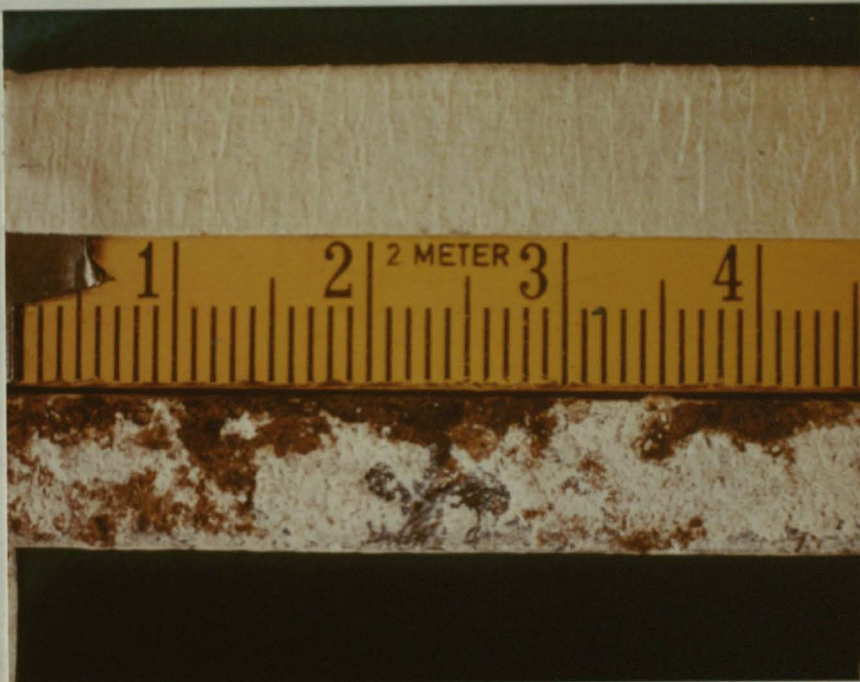


Abb. 14 Spannstahl, Rostgrad 1

Proben aus Hüllrohrbereichen mit mürbem oder zerbröckeltem Verpreßmörtel

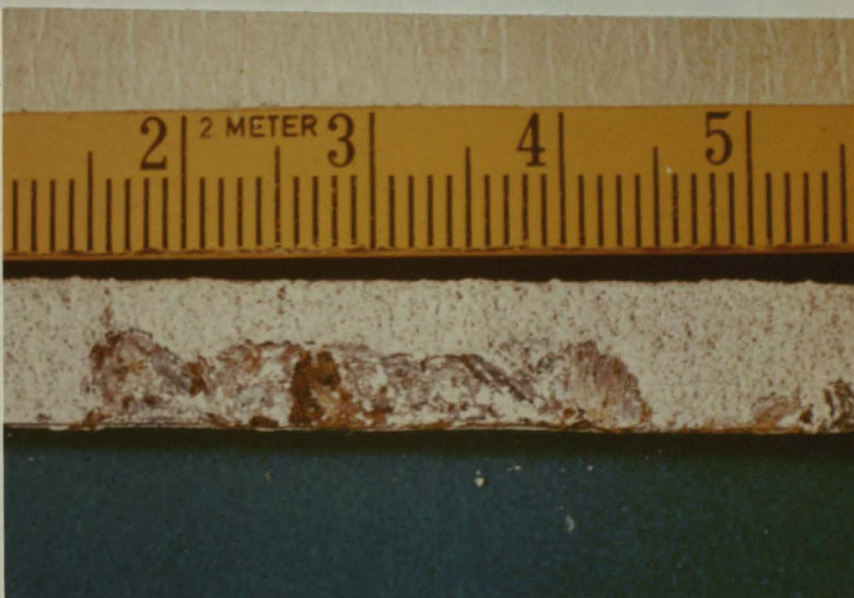


Abb. 15 Spannstahl, Rostgrad 1



Abb. 16 Spannstahl, Rostgrad 2

Proben aus unverpreßten Hüllrohrbereichen

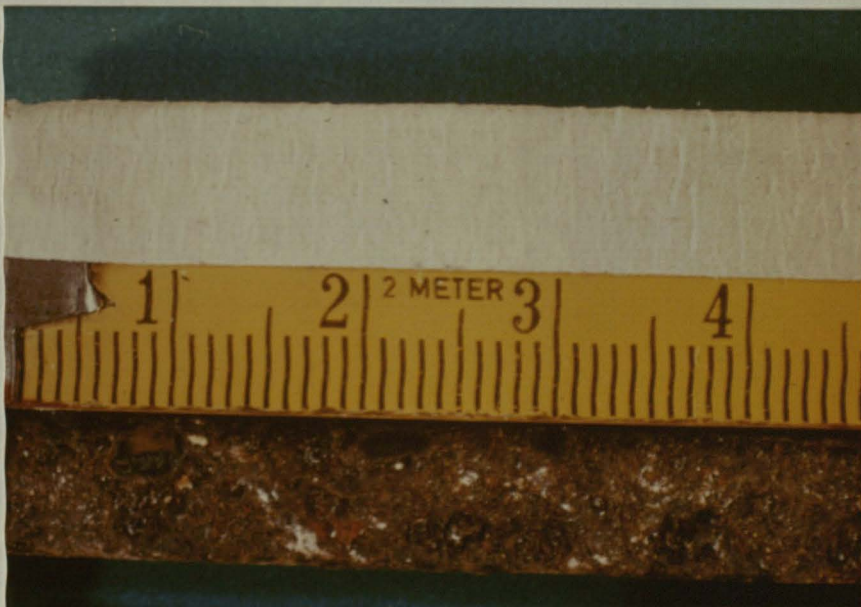


Abb. 17 Spannstahl, Rostgrad 2

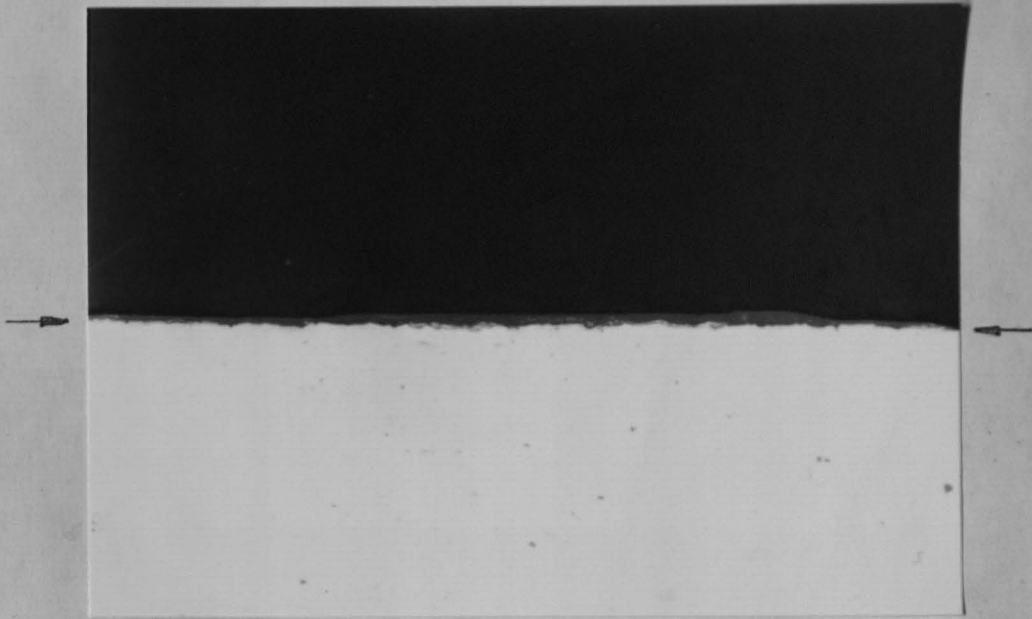


Abb. 18 Spannstahl Rostgrad 0, Längsschliff,
Vergrößerung 90 x

weiß = Stahl

grau-strukturiert = anhaftender Rost oder Mörtel

schwarz = Probenvergußmasse

Die Oberflächenstruktur des Stahles ergibt sich aus der Grenzlinie (Pfeil) zwischen weißem und grau-strukturiertem Bereich.

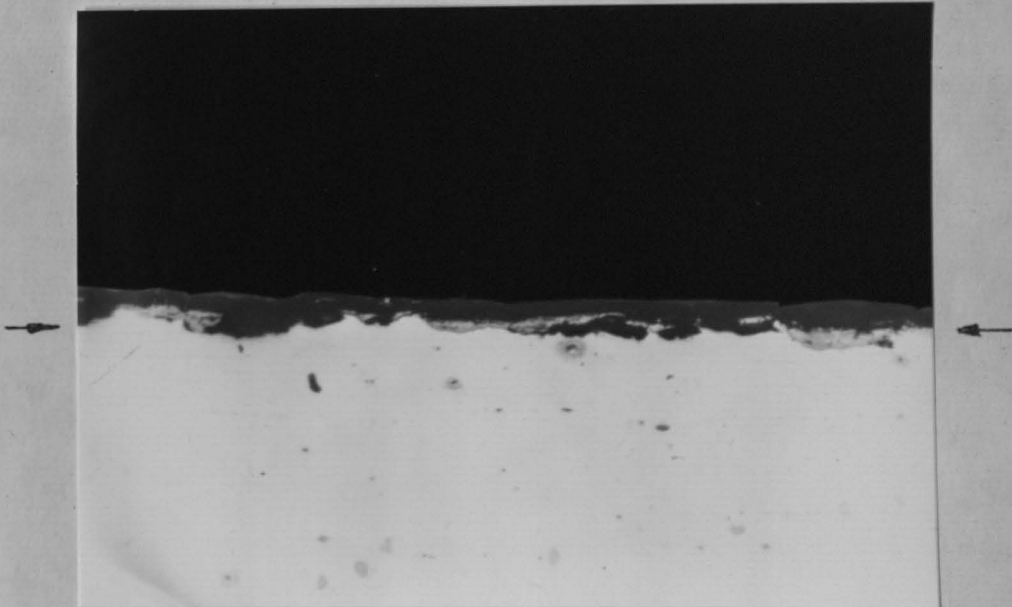


Abb. 19 Spannstahl Rostgrad 1, Längsschliff,
Vergrößerung 90 x

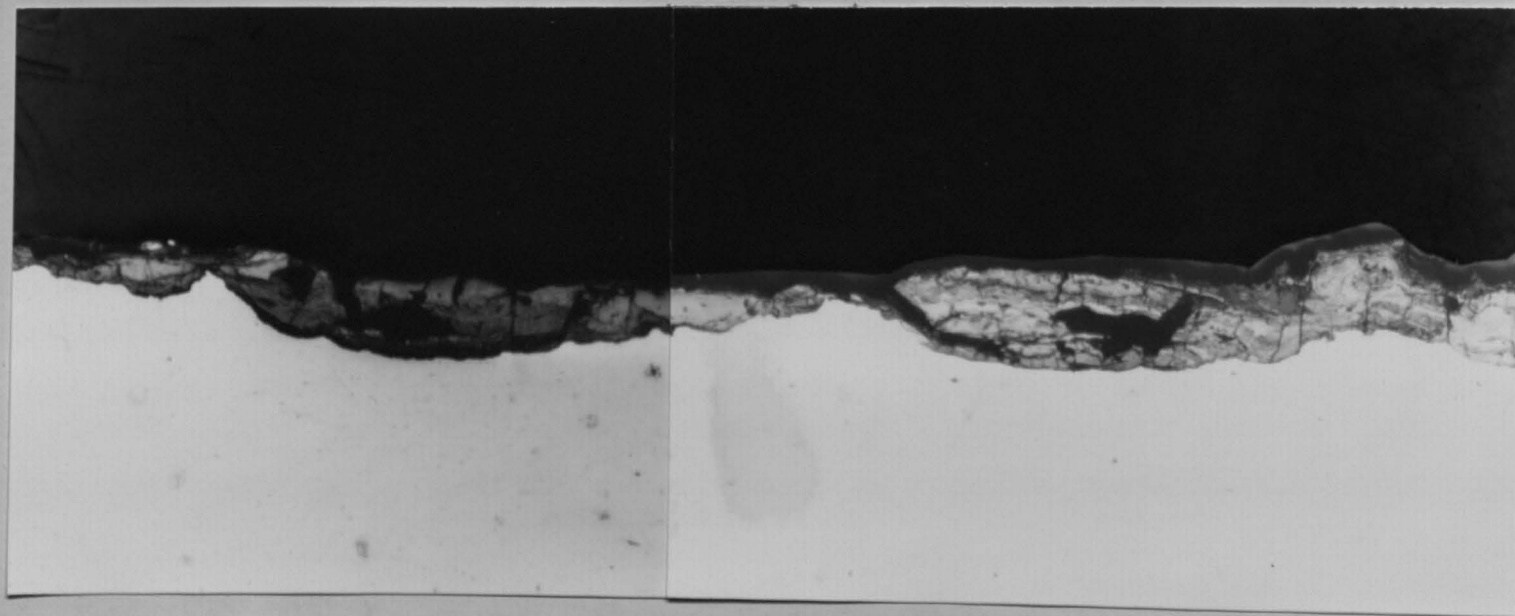


Abb. 20 Spannstahl Rostgrad 2, Längsschliff, Vergrößerung 90 x

Die Oberflächenstruktur des Stahles wird durch die Grenzlinie (Pfeil) zwischen weißem und grau-strukturiertem Bereich wiedergegeben.

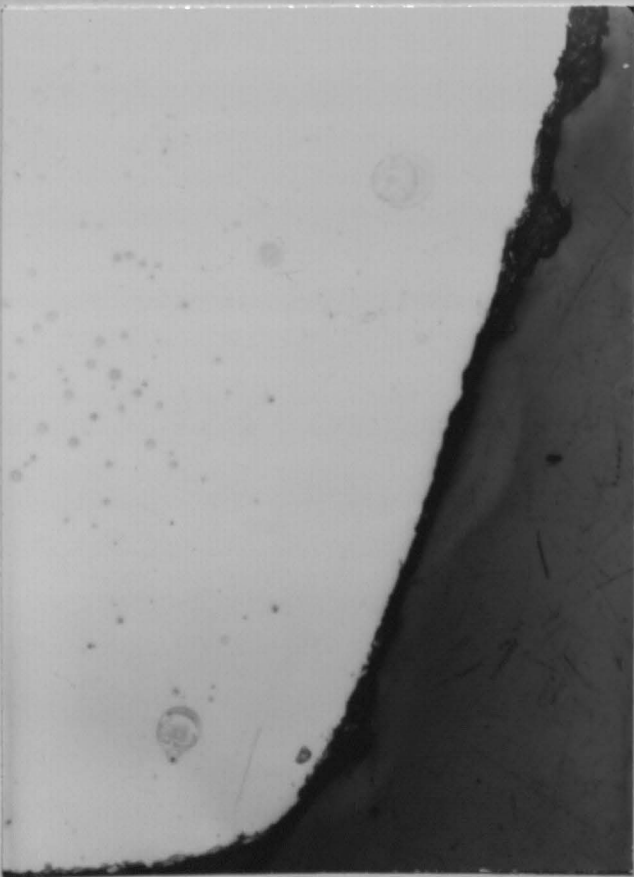


Abb. 21 Rostgrad 0

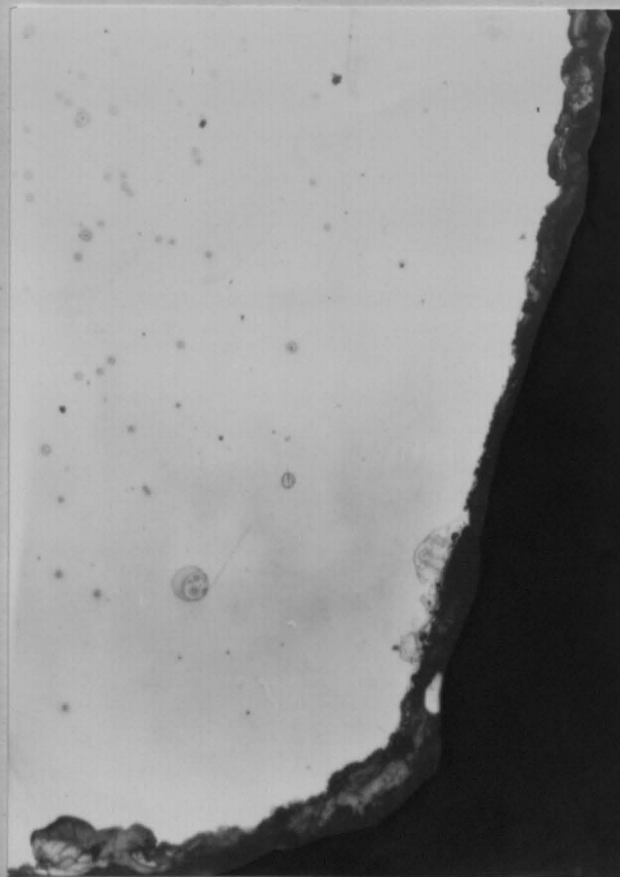


Abb. 22 Rostgrad 1

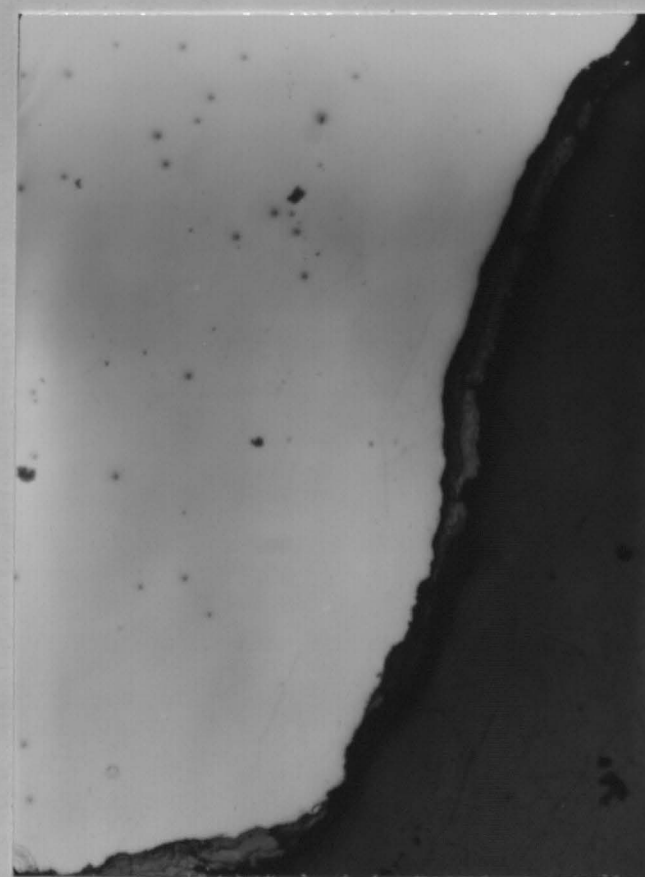


Abb. 23 Rostgrad 2

Spannstahlquerschliffe, Vergrößerung 90 x. Die Oberflächenstruktur des Stahles ergibt sich aus der Grenzlinie (Pfeil) zwischen weißem und grau-strukturiertem Bereich.

Anlage 3 zum Gutachten I 74 5263

Die Anlage 3 umfaßt 3 Seiten mit
2 Tabellen

Rostgrad	$\sigma_{0,01}$ kp/mm ²	$\sigma_{0,2}$ kp/mm ²	σ_B kp/mm ²	δ_{10} %
0	138,8	152,1	169,1	8,0
1	137,8	150,8	162,2	6,8
2	135,1	148,7	161,3	6,0
Sollwerte	125,0	145,0	165,0	5,0

Tab. 1 Festigkeits- und Verformungskennwerte aus dem Zugversuch

Rostgrad	Proben Nr.	σ_u kp/mm ²	σ_m kp/mm ²	σ_o kp/mm ²	$\Delta\sigma$ kp/mm ²	N (Millionen)	Bemerkung
0	1.2	67,5	80	92,5	25	2.000	-
0	1.3	67,5	80	92,5	25	4.260	-
0	2.1	67,5	80	92,5	25	2.000	-
0	2.2	67,5	80	92,5	25	2.000	-
0	2.3	65,0	80	95,0	30	2.000	-
1	3.1	70,0	80	90,0	20	2.000	-
1	3.2	70,0	80	90,0	20	0.570	Bruch
1	4.1	70,0	80	90,0	20	2.000	-
1	5.1	70,0	80	90,0	20	1.130	Bruch
1	6.1	70,0	80	90,0	20	2.000	-
2	7.1	72,5	80	87,5	15	0.710	Bruch
2	7.2	72,5	80	87,5	15	2.000	-
2	8.1	72,5	80	87,5	15	2.000	-
2	8.2	72,5	80	87,5	15	0.830	Bruch

Tab. 2 Dauerschwingversuche an Proben der Rostgrade 0, 1 und 2.

Der Dauerschwingversuch gilt als bestanden, wenn die Lastspielzahl $N \geq 2$ Millionen erreicht wird, da die Proben erfahrungsgemäß dann auch bei weiter wachsenden Lastspielzahlen nicht mehr brechen (vgl. Probe 1.3).